

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. Apresentação e relevância

Ao longo das últimas décadas, a comunidade científica vem desenvolvendo estudos intensos acerca das amplificações dinâmicas que ocorrem sobre os tabuleiros rodoviários, mediante o tráfego de veículos. Normalmente, no estudo do comportamento estrutural de pontes rodoviárias não são considerados os efeitos dinâmicos, tais como: mobilidade da carga, oscilação dos veículos ao abordar a ponte, impacto destes sobre o tabuleiro devido às irregularidades da pista, variação de velocidade das viaturas dentre outros. O estudo da resposta dinâmica de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto), submetidas ao tráfego de comboios de veículos é uma tarefa complexa que envolve a interação existente entre as propriedades dinâmicas das viaturas e da obra de arte.

A figura 1.1 ilustra um viaduto rodoviário da Linha Amarela, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, em estrutura mista (aço-concreto), construído no ano de 2000, um dos mais novos viadutos rodoviários construídos no Rio de Janeiro.



Figura 1.1 - Viaduto da Linha Amarela, Jacarepaguá, RJ, Brasil

Deste modo, o comportamento dessas estruturas quando submetidas a carregamentos dinâmicos, assim como, o estudo dos impactos causados em pontes rodoviárias mistas, tem sido um tema bastante explorado por diversos pesquisadores ao longo dos anos, Chantre (2008), Almeida e Silva (2007), Amorim (2007), Santos (2007), Melo (2007), Leitão (2006), Almeida (2006), Almeida e Silva (2006), Pravia (2003), Santos (2003), Ferreira (1999), Silva (1996). O interesse por este assunto advém da importância de se conhecer de forma mais realista a resposta destas obras de arte quando submetidas às suas condições normais de utilização.

Para se conhecer de forma mais precisa os esforços e deslocamentos existentes nos elementos estruturais, constituintes das obras de arte rodoviárias, é fundamental que os modelos matemáticos empregados simulem a estrutura tanto mais próximo da realidade quanto possível. Neste caso, faz-se necessário, também, uma boa representação das ações dinâmicas existentes sobre o tabuleiro, associadas aos comboios de veículos.

Pontes rodoviárias mistas podem estar sujeitas a defeitos nos materiais de seus elementos estruturais, tais como micro trincas e defeitos de soldas. Esses sistemas estruturais quando sujeitos as ações dinâmicas encontram-se submetidos ao fenômeno da fadiga, que pode vir a produzir a concentração de fraturas e consequente propagação destas, certamente podendo afetar a estabilidade de modo local ou global da obra de arte ou mesmo reduzir a sua vida útil. Recentemente trabalhos importantes foram desenvolvidos acerca dos impactos da fadiga em estruturas de ponte, aonde se destacam os estudos de Afonso (2007), Pravia (2003) e Ferreira (1999).

Tradicionalmente, os métodos adotados para projetar estruturas de aço são classificados em método das tensões admissíveis e método dos estados limites. No método das tensões admissíveis, a tensão máxima que atua numa estrutura é comparada com uma tensão admissível, definida em função das propriedades mecânicas do material e de um coeficiente de segurança. No método dos estados limites as cargas aplicadas na estrutura são majoradas por fatores de carga e comparadas com cargas características do estado limite da estrutura.

A figura 1.2, Pinho e Belley (2007), apresenta as vigas metálicas na construção do viaduto da perimetral no Rio de Janeiro, RJ, Brasil, construído de

1973 a 1978 com 7326 metros de comprimento por 19 metros de largura e vãos variando de 31 a 60 metros em vigas bi-apoiadas.



Figura 1.2 - Construção do viaduto da perimetral, RJ, Brasil, Pinho e Belley (2007)

A figura 1.3 ilustra a construção do elevador da Linha Vermelha, Pinho e Belley (2007), construída em duas etapas, contendo aproximadamente 7160 metros de comprimento e vãos variando de 20 a 75 metros de comprimento.



Figura 1.3 - Construção da Linha Vermelha, RJ, Brasil, Pinho e Belley (2007)

No que tange ao estudo das ações dinâmicas provenientes da interação existente entre os veículos e o tabuleiro irregular das obras de arte, a fratura por fadiga, que consiste na ruptura do material sujeito a ciclos repetidos de tensão ou deformação, deve ser levada em consideração na análise como um terceiro estado limite. A importância da fadiga como estado limite vem sendo considerada nas normas estruturais além de ser cada vez mais utilizada nas práticas correntes de projeto. Tal análise se faz necessária devido aos carregamentos de amplitude variável atuando sobre as pontes rodoviárias, oriundos, principalmente, do tráfego de veículos sobre o tabuleiro irregular.

A figura 1.4 apresenta uma fratura visível da ponte Hoan, Estados Unidos, conhecida na bibliografia consultada pela quantidade de fraturas aparentes.



Figura 1.4 - Fratura visível, ponte Hoan, Estados Unidos, Wikipédia (2009)

Assim sendo, nesta investigação apresenta-se o desenvolvimento de uma metodologia de análise que objetiva a verificação à fadiga em pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto), mediante o emprego de um modelo matemático tridimensional, considerando-se a interação dinâmica existente entre os comboios de veículos e a superfície irregular do tabuleiro. Os resultados obtidos na fase

permanente da resposta do sistema serão utilizados para uma análise de estabilidade de fratura por fadiga de pontes metálicas e mistas.

## 1.2. Situação do assunto

O estudo dos efeitos causados pelas vibrações em estruturas de pontes e viadutos rodoviários iniciou-se aproximadamente em 1850, motivado pela utilização de novos veículos com velocidades maiores e mais pesados. Acredita-se também que as primeiras rupturas por fadiga passaram a ter certa importância em meados do século XIX. Essa importância se deu principalmente por aspectos econômicos.

Antes da Segunda Guerra Mundial, muitas pontes treliçadas usadas na Europa, sofreram rupturas e colapsos pouco tempo depois de colocadas em serviço. Essas pontes eram pouco carregadas e as rupturas foram súbitas devido a fraturas frágeis. Os primeiros estudos conhecidos sobre fadiga são da autoria do engenheiro alemão August Wöhler e foram realizados em eixos de locomotivas cujas rupturas eram frequentes na indústria ferroviária alemã por volta de 1840, Pravia (2003). August Wöhler introduziu o conceito até hoje utilizado de curvas S-N.

A partir das curvas S-N, pode obter-se diretamente a faixa de tensão máxima em função de número de ciclos aplicados ao longo da vida útil da peça. Tais curvas são desenvolvidas através de ensaios em detalhes ou corpos de prova padronizados. Ainda hoje, estas curvas constituem um dos métodos mais utilizados para representar os ensaios de fadiga dos materiais. Para faixa de tensão com amplitude variável ao longo do tempo, não existe uma correlação direta. Dessa forma, Palmgreen (1924), apresentou algumas expressões para a correlação entre tensões cíclicas e tensões variáveis. Miner (1945) por sua vez, apresentou o conceito de dano acumulado, cuja teoria se faz presente na maioria das normas internacionais sobre o assunto.

Com o passar dos anos, a evolução dos estudos possibilitou uma modelagem mais detalhada e real no que diz respeito a estruturas de pontes e modelos de carregamentos de veículo mais condizentes com a realidade. Esses avanços se faziam necessários, pois o problema de fadiga em pontes rodoviárias caminhava em duas vertentes diferentes. A primeira se referia ao avanço dos estudos da fadiga

aplicado a pontes metálicas, uma vez que muitas faixas de tensão classificadas pelas normas eram fruto de ensaios de cíclicos de carga em corpos de prova padronizados. Para tensões aleatórias, novas metodologias adaptadas de teorias do passado se faziam necessárias para que assim se pudessem obter bons resultados a partir de medições em estruturas existentes. Outra vertente era associada com relação à modelagem real de estruturas e veículos, assim como uma correta interação entre os mesmos e a irregularidade do pavimento. Dessa forma o impacto das vibrações na estrutura através do método dos elementos finitos proveu grande avanço na análise de modelos de estrutura bi e tridimensional.

A partir da década de 90, a comunidade científica, baseada no refinamento dos modelos empregados na análise da resposta dinâmica das pontes e viadutos, toma consciência da absoluta importância dos efeitos produzidos pelas irregularidades superficiais sobre o comportamento dos tabuleiros rodoviários. Ressalta-se ainda que o caráter não-determinístico dessas irregularidades passa a ter destaque na modelagem das mesmas, de forma que os modelos traduzam o problema de maneira mais realista em consonância com situações práticas. Com os avanços tecnológicos, novos conceitos estruturais foram sendo adotados, gerando assim projetos e estruturas cada vez mais flexíveis e com baixo valor de frequência fundamental.

Silva (1996) avaliou os efeitos das irregularidades superficiais sobre o comportamento dos tabuleiros rodoviários, mediante estudo paramétrico. Respalado nos resultados obtidos, foi proposto um coeficiente de majoração de esforços estáticos que considera todas as ações dinâmicas verticais provenientes dos veículos, inclusive as irregularidades da pista. O estudo paramétrico, segundo Silva (1996), foi conduzido com base na implementação computacional da metodologia de análise no domínio do tempo, com a finalidade básica de avaliar os efeitos dinâmicos provenientes de perfil irregular do pavimento ocasionado pelo desgaste da superfície de rolamento ao longo do tempo, sobre o comportamento estrutural de pontes rodoviárias. A resposta dinâmica do sistema veículo-viga foi obtida mediante integração das equações de movimento, no domínio do tempo, considerando-se, exclusivamente, a excitação produzida pela interação entre os pneus dos veículos do comboio e a superfície irregular do tabuleiro. A distribuição do perfil irregular da pista foi considerada segundo modelo randômico com base na densidade espectral do pavimento. Pela análise dos resultados, percebe-se que o

coeficiente de majoração dos efeitos estáticos não abrangeu todas as ações dinâmicas verticais provenientes dos veículos, inclusive as irregularidades da pista, visto que estas últimas geraram esforços dinâmicos significativamente maiores em relação aos efeitos estáticos.

Ferreira (1999) apresentou um procedimento simplificado para análise dinâmica da superestrutura de pontes, estudando a excitação provocada pela passagem de veículos, com a finalidade de avaliar os danos provocados pela fadiga em pontes com estrutura mista. Na modelagem simplificada para análise dinâmica, as formas modais de vibração da estrutura foram utilizadas para se construir um modelo unifilar da estruturas da ponte no seu eixo de simetria longitudinal. Neste modelo simplificado de análise, as formas modais naturais de vibração foram substituídas por outras equivalentes às de flexão vertical e a de torção axial. Dessa forma Ferreira (1999), pôde, a partir das respostas dinâmicas em termos dos deslocamentos, determinar as faixas de variação de tensão em certos pontos da estrutura. Assim sendo, utilizando curvas S-N, Ferreira (1999) determinou a vida útil e os danos acumulados para algumas ligações.

Zhang, et al (2001) analisaram os fatores de amplificação dinâmicos e as cargas equivalentes uniformemente distribuídas provenientes de tráfegos eventuais em pontes. Foram simulados dois tipos de irregularidades: aleatórias e não-aleatórias. Na análise dos resultados foram considerados dois tipos de tráfego: livre e congestionado, determinando expressões analíticas para o cálculo do fator de amplificação dinâmico e características do espectro de resposta para pontes fracamente amortecidas com diversas condições de contorno, submetidas à passagem de cargas móveis com velocidade constante.

Fisher (2001) fez estudos sobre estruturas de pontes flexíveis, com baixa frequência natural, conseqüentemente susceptíveis a faixas de tensão com altos valores de amplitude e detectaram muitos casos de fratura por fadiga devido a carregamentos de vento.

Greco e Santini (2002) desenvolveram uma análise paramétrica na qual apresentaram a eficácia dos coeficientes de amortecimento na redução das amplitudes das respostas dinâmicas. Um estudo comparativo entre as respostas exatas, obtidas mediante uma análise modal complexa, e as aproximações destas, fornecidas por uma análise modal clássica, apresentou diferenças significativas, nas quais as respostas exatas possuem maiores valores do que as suas aproximações.

Liu, et al (2002), investigaram a influência da superfície irregular do tabuleiro rodoviário sob o tráfego de veículos pesados, simulados por cargas móveis elevadas. Quatro comprimentos de ponte em concreto protendido foram analisados e quatro tipos comuns de veículos foram selecionados para a modelagem tridimensional. A superfície irregular da ponte foi baseada em um processo randômico ao longo da direção transversal do pavimento. Os resultados indicaram que os valores do fator de impacto induzido pelas cargas elevadas são, geralmente, menores do que aqueles indicados pela “American Association of State Highway and Transportation Officials Specification”, AASHTO (2005).

Pravia (2003) fez uma complementação ao estudo de Ferreira (1999), com foco em diferentes alternativas para avaliar a estabilidade de pontes fraturadas, possibilitando, para o projeto de novas pontes, um modelo adequado para tratar o problema da fadiga de maneira correta. Para alcançar esses objetivos, Pravia (2003) fez uma compilação extensiva do estado da arte, das técnicas e procedimentos para definir a vida útil de uma ponte, envolvendo temas tais como: a obtenção de esforços através de análises dinâmicas, técnicas de contagem de ciclos de tensões, assim como o emprego criterioso de regras de dano acumulado combinadas com curvas S-N ou, alternativamente, a aplicação dos procedimentos decorrentes da teoria da mecânica da fratura. Com seu trabalho, Pravia (2003) observou que os problemas de fraturas, principalmente no enfoque da mecânica da fratura, são tratados de maneira isolada, em geral associados a problemas clássicos da elasticidade e da plasticidade e não a um problema prático da dinâmica estrutural.

Nassif e Liu (2003) analisaram a resposta dinâmica de pontes, empregando um modelo tridimensional para a avaliação da interação ponte-pavimento-veículo. As viaturas são idealizadas como sistemas tridimensionais com onze graus de liberdade, possuindo um conjunto de suspensões e pneus de comportamento não-linear. As irregularidades do pavimento são geradas através de um processo Gaussiano randômico. Os resultados mostram que o fator de amplificação dinâmico é fortemente dependente da qualidade da superfície do pavimento, da suspensão do veículo e da geometria da ponte.

Law e Zhu (2004 e 2005) apresentaram dois trabalhos, nos quais avaliam o comportamento de pontes submetidas à passagem de veículos. No primeiro, foi analisado o comportamento dinâmico de pontes de concreto armado danificadas submetidas à passagem de veículos. Estes foram modelados como massas se

deslocando sobre o tabuleiro da ponte ou como sistemas com quatro graus de liberdade. Os efeitos de diversos parâmetros, como a velocidade dos veículos e qualidade da superfície do pavimento, foram considerados em suas análises. No segundo, o comportamento dinâmico de tabuleiros contínuos com seção não-uniforme, sobre apoios elásticos, submetidos à passagem de veículos, foi avaliado. Nesta análise, foi considerada a interação entre a estrutura, a irregularidade do pavimento e os veículos, sendo estes modelados como cargas móveis com espaçamento fixo. O efeito da frenagem dos veículos sobre a ponte também foi considerado neste trabalho.

Almeida (2006) apresentou novo estudo paramétrico, propondo uma metodologia de análise da resposta dinâmica, deslocamentos e esforços, de pontes rodoviárias devido à travessia de comboios de diversos tipos de veículos sobre o tabuleiro irregular dessas obras de arte. Avaliou os efeitos dinâmicos provenientes das irregularidades superficiais existentes no tabuleiro sobre o comportamento das pontes rodoviárias através de metodologia de análise desenvolvida no domínio do tempo de acordo com um modelo estatístico. O modelo matemático foi concebido de forma a simular o conjunto do veículo e do tabuleiro, onde a participação da massa e da rigidez dos veículos foi considerada na definição das frequências do conjunto e, conseqüentemente, a força de interação entre os veículos e a ponte é afetada pela flexibilidade desta. Simula-se o tabuleiro das obras de arte por uma viga modelada com base em elementos finitos de barra unidimensionais e discretizada com massas concentradas e flexibilidade distribuída. Os veículos são simulados por sistemas de massas, molas e amortecedores. As irregularidades da pista foram definidas por um modelo matemático não-determinístico, com base na densidade espectral do perfil do pavimento, obtida experimentalmente.

Diversos outros trabalhos relevantes foram apresentados nessa mesma época, Santos (2003), Leitão (2006), Amorim (2007), Santos (2007), Chantre (2008) e Afonso (2007), sendo o trabalho sobre fadiga em pontes ferroviárias, apresentado por Afonso (2007), o de maior relevância no que diz respeito à fadiga em pontes metálicas. Afonso (2007), através de uma revisão da teoria de fadiga em aços e dos procedimentos recomendados pelas principais normas de estruturas metálicas, realizou um estudo de caso real de uma ponte que apresentou falha por fadiga em suas longarinas. Para tal estudo, Afonso (2007) modelou numericamente a estrutura e realizou análise experimental na mesma, através de medições in situ, para a

calibração do modelo. Esse trabalho possibilitou a verificação à fadiga desta estrutura determinando a vida residual de seus elementos.

### **1.3. Objetivos**

O principal objetivo desse trabalho de pesquisa consiste no desenvolvimento de uma metodologia de análise para verificação à fadiga em pontes rodoviárias em aço e mistas (aço-concreto). Para tal são considerados dois efeitos distintos, a saber: mobilidade da carga e irregularidades do pavimento.

Desta forma, desenvolve-se uma metodologia de análise, respaldada pelo emprego de um modelo numérico tridimensional, para avaliação da resposta dinâmica sobre os tabuleiros das pontes e viadutos rodoviários em aço e mistos (aço-concreto). Considera-se a passagem de diferentes comboios de veículos condizentes com a realidade de utilização atual, introduzindo o efeito proveniente da interação entre as viaturas e a estrutura da ponte com o tabuleiro irregular.

Adicionalmente, objetivou-se comparar os valores das tensões obtidas ao longo da análise e suas respectivas faixas de variação, de forma a estudar o dano acumulado e, bem como, a vida útil da estrutura focando aspectos concernentes à fadiga.

### **1.4. Escopo do trabalho**

Visando atingir os objetivos propostos de forma clara e organizada, este trabalho divide-se em sete capítulos.

No primeiro capítulo, faz-se uma introdução ao assunto aqui estudado. Inicialmente, mostra-se a relevância do mesmo no atual estágio de desenvolvimento da análise estrutural. Posteriormente, apresenta-se a situação do assunto, indicando-se diversos trabalhos, com seus respectivos autores, que contribuíram para o desenvolvimento do conhecimento a respeito da análise dinâmica de pontes e viadutos. A seguir, são apresentados os objetivos a serem alcançados neste

estudo. Por fim, é mostrado como este texto se encontra estruturado, fazendo-se uma breve apresentação de cada capítulo.

No segundo capítulo faz-se uma breve introdução sobre os conceitos de fadiga e apresenta as normas de projeto para dimensionamento a mesma, fazendo referência as suas principais recomendações.

No terceiro capítulo são apresentados os modelos matemáticos adotados neste trabalho para a realização das análises dinâmicas. Este capítulo faz uma breve apresentação dos modelos matemáticos, da ponte, do veículo, dos seus respectivos comboios, do amortecimento e da irregularidade de pavimento, contendo formulações, propriedades físicas e geométricas adotados no estudo.

No quarto capítulo, os dados característicos de cada modelo matemático são utilizados de forma a simular o sistema veículo-ponte necessário a esse estudo. Esse capítulo apresenta toda a modelagem da estrutura da ponte mista (aço-concreto), assim como toda a estratégia de carregamento desenvolvida no presente trabalho.

O quinto capítulo dedica-se a análise dinâmica do modelo numérico-computacional da ponte metálica. Valores de frequências naturais, validações da estratégia de carregamento, assim como os resultados obtidos, são apresentados neste capítulo.

No sexto capítulo, os resultados demonstrados no capítulo anterior são utilizados para se proceder com as análises da estrutura à fadiga. Comparativos e avaliações para cada caso estudado também são apresentados nesse capítulo.

No sétimo capítulo, apresenta-se a conclusão deste estudo, contendo as considerações e sugestões para continuação do trabalho aqui desenvolvido.

## 2. PROJETO À FADIGA

### 2.1. Introdução

Devido à natureza dinâmica dos carregamentos que atuam nas pontes rodoviárias mistas (aço-concreto), os elementos estruturais e as ligações dessas obras de arte estão sujeitos à variação cíclica de cargas e conseqüentemente de tensões e deslocamentos. Mesmo que a tensão máxima de um ciclo não ultrapasse a tensão de escoamento do material, elementos estruturais ou suas ligações podem falhar após um determinado número de aplicações de variações de tensão (ciclos) causados pelas diferentes amplitudes dos carregamentos originados pelo tráfego de veículos.

Pontes rodoviárias mistas (aço-concreto) podem estar sujeitas a defeitos nos materiais de seus elementos estruturais, tais como descontinuidades mecânicas e metalúrgicas, sendo micro trincas e defeitos de solda os casos mais comuns. Tais defeitos causam o início da fissuração do material desses elementos estruturais, que quando sujeitos a ações dinâmicas, encontram-se submetidos ao fenômeno da fadiga e podem vir a produzir a concentração de fraturas e conseqüente propagação destas, certamente podendo afetar a estabilidade de modo local ou global da obra de arte ou até mesmo reduzir a sua vida útil.

Para se conhecer de forma mais precisa o impacto da fadiga em estruturas metálicas se faz necessária à aplicação de ensaios que modelem da forma mais real possível o comportamento das cargas e dos elementos estruturais submetidos às mesmas. Ao longo dos anos diversas pesquisas nesse sentido levaram ao conceito de variação de tensão e de ciclos, expressos através de curvas S-N obtidas experimentalmente, de forma a estimar de uma maneira mais precisa a vida útil dessas obras de arte.

Esse capítulo introduz o conceito de fadiga e seus diferentes regimes e enfoques além de um breve resumo das principais normas para análise de fadiga, a nível internacional, com foco nas metodologias, especificações e formulações.

## 2.2. Fadiga estrutural

### 2.2.1. Conceituação

Estruturas metálicas quando sujeitas a ciclos repetidos de tensão ou deformação podem estar sujeitas a ruptura do material que as compõem, ou seja, sujeitos a fratura por fadiga. A passagem de veículos trafegando sobre pontes rodoviárias mistas provoca em toda a estrutura, devido à característica dinâmica desses carregamentos, uma variação de tensões e deslocamentos ao longo do tempo.

Qualquer peça estrutural metálica sujeita à variação de tensão ao longo do tempo pode sofrer fratura por fadiga. Tais ciclos de tensão podem ser provocados por carregamentos diversos e podem provocar variações de tensões diversificadas. As diferentes formas de carregamento das estruturas podem provocar diferentes tipos de ciclos de tensão, como ciclos só em tração, só em compressão, ciclos alternados entre tração e compressão, ciclos com tensões repetidas, ciclos com tensão flutuante, ciclos com características pulsativas entre outros.

De uma forma geral, os ciclos de tensão no tempo são divididos entre ciclos com tensões de amplitude constante e com tensões de amplitudes variáveis. As figuras 2.1 e 2.2, a seguir, ilustram alguns exemplos de variações de tensão associadas a carregamentos que podem provocar a fratura por fadiga.

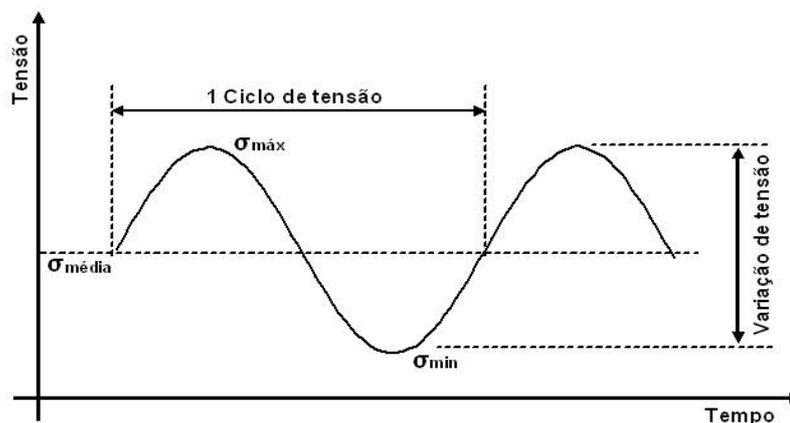


Figura 2.1 - Exemplo de tensão com amplitude constante

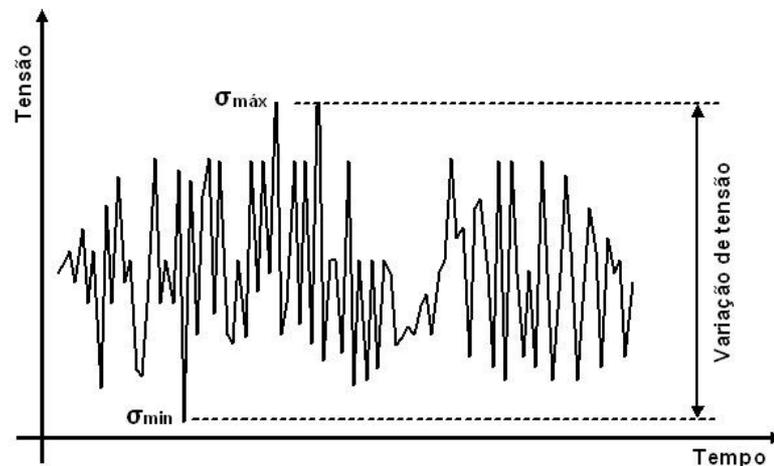


Figura 2.2 - Exemplo de tensão com amplitude variável e aleatória

Geralmente, as tensões de amplitude constante têm natureza determinística e estão associadas a carregamentos oriundos do funcionamento de máquinas e equipamentos. Já as tensões com amplitude variável e aleatória estão normalmente associadas às estruturas reais sujeitas a cargas aleatórias, como vento, passagem de comboio de veículos, carregamentos oriundos do comportamento marítimo, algumas atividades físicas, entre outras.

Independentemente do tipo, conforme mostrado nas figuras 2.1 e 2.2, a faixa de variação de tensão é de fundamental importância para a verificação à fadiga de estruturas metálicas. As normas de projeto, em sua maioria, levam em consideração a faixa de variação de tensão no que diz respeito à verificação quanto à fadiga.

### 2.2.2. Mecanismos de formação de fissuras

A Fadiga é um processo de dano localizado no material produzido por cargas cíclicas. Isso é resultado do acúmulo de processos formados inicialmente por pequenas fissuras, pela propagação das mesmas e finalmente pelo aparecimento de fraturas. Sob a ação de cargas cíclicas, deformações plásticas localizadas podem ocorrer no ponto de maior tensão localizada. Essas deformações plásticas induzem danos permanentes no material e ao desenvolvimento de fraturas. O tamanho das fraturas tende a aumentar com o aumento do número de ciclos de carregamento.

Após certo número de ciclos, o aumento da fratura pode vir a causar falha da peça metálica correspondente.

Geralmente, observa-se que o processo de fadiga envolve os seguintes passos: formação de núcleo de fissuração, pequeno aumento nas fissuras, grande aumento nas fissuras e finalmente a fratura. Fissuras aparecem, inicialmente, no plano que corta os pontos com maiores concentrações de tensão, como em descontinuidades do material, porosidades, micro-trincas e defeitos de solda. O início da fissuração por fadiga geralmente ocorre na superfície original da peça, pois a concentração de tensões é máxima nessa região, Branco, et al (1999).

Após o aparecimento de fissuras, as mesmas tendem a se propagar até que atinjam tamanhos críticos, causando assim instabilidade localizada e conseqüentemente influenciando no comportamento da estrutura como um todo. Diversos estudos foram realizados, comprovando danos locais e em alguns casos até rupturas finais causando falha total da estrutura, Chan, et al (2001). A figura 2.3 a seguir, ilustra o processo de fadiga em uma placa fina.

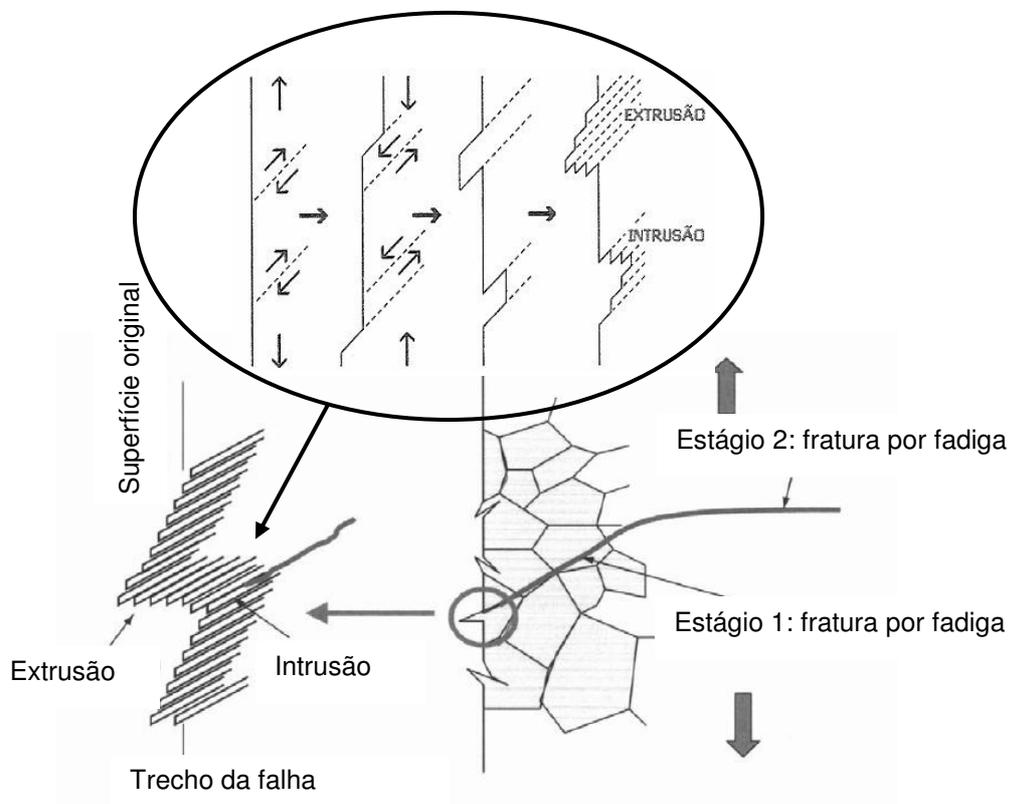


Figura 2.3 - Processo de fadiga em uma placa fina sob cargas cíclicas, Branco, et al (1999)

O processo de propagação da fissura ocorre, geralmente, em duas fases, conforme ilustrado na figura 2.3. A fase inicial I ocorre na superfície externa da peça, logo após a formação das trincas iniciais. Tal fase apresenta a propagação do defeito inicial através do crescimento das fissuras num plano com elevados valores de tensões cisalhantes. Na fase II as fissuras tendem a se propagar internamente, de fora para dentro da peça. Essa propagação ocorre perpendicularmente à solicitação externa, aonde predominam valores maiores de tensão normal.

A amplitude das tensões e a variação das mesmas associadas aos planos normal e cisalhante de tensões são os principais fatores que influenciam na propagação e na velocidade com que as fissuras se propagam na peça. Um exemplo do aparecimento de uma fratura em uma estrutura de ponte metálica real é ilustrado na figura 2.4.



Figura 2.4 - Fraturas visíveis, ponte Hoan, Estados Unidos, Wikipédia (2009)

Ao se falar de estruturas metálica de pontes, os componentes estruturais localizados em regiões que apresentam maiores concentrações de tensões e conseqüentemente com variações de tensões constantes e de maior amplitude são pontos inevitavelmente mais prováveis para aparecimento de fissuras. As falhas de materiais, descontinuidades mecânicas, metalúrgicas, corrosões, defeitos de fabricação e montagem quando originadas nesses locais são fatalmente pontos

sujeitos a fissura e fratura por fadiga Vasudevan, et al (2001). Estudos demonstraram que em alguns casos aonde o elemento estrutural apresente corrosão, a fadiga pode ser causada por um estado de tensões constantes, Norton (1998).

Estudos mais aprofundados a cerca dos mecanismos de formação de fissuras, através de conceitos mais detalhados e ensaios de laboratórios são apresentados por Suresh (1998) e Pravia (2003), não sendo alvo desse presente trabalho.

### 2.2.3.Regimes de fadiga

Os regimes de fadiga são classificados com base na quantidade de ciclos de tensão que são aplicadas em uma peça durante sua vida útil em serviço. A quantidade de ciclos classifica os regimes de fadiga em dois tipos, sendo um de alto ciclo (High-Cycle Fatigue - HCF) e o outro de baixo ciclo (Low-Cycle Fatigue - LCF). No regime de alto ciclo, predominam tensões de baixa amplitude, deformações elásticas e um grande número de ciclos até a falha da peça. Já no regime de baixo ciclo, predominam tensões de alta amplitude, conseqüentemente deformações plásticas significativas em cada ciclo e um pequeno número de ciclos até a falha da peça.

Não existe uma delimitação oficial entre o regime de alto ciclo e o de baixo ciclo. Estudos anteriores demonstram que a partir de  $1 \times 10^3$  ciclos de tensão, Norton (1998), já se pode considerar um regime de alto ciclo de fadiga, aonde, predominantemente usam-se curvas e diagramas S-N para se analisar o impacto da fadiga e conseqüentemente a vida útil da maioria das estruturas.

### 2.2.4.Modelos de danos e seus diferentes enfoques

Fadiga é um processo de dano localizado no material produzido por cargas cíclicas. Isso é resultado do acumulo de processos no corpo do material. Prever

danos por fadiga em componentes estruturais submetidos a carregamentos variáveis é um assunto complexo. Muito pouco se conhece dos mecanismos de fadiga a ponto de se identificar ou prever danos por fadiga a partir de conceitos estabelecidos com base em ensaios de laboratório, principalmente quando se trata de tensões de amplitude variável e comportamento aleatório.

Existem várias teorias para modelos de danos por fadiga. Tais modelos de dano acumulado objetivam a análise do comportamento a fadiga de estruturas sob carregamentos aleatórios uma vez que as curvas S-N são construídas a partir de ensaios experimentais sujeitos a carregamentos de amplitude constante. O primeiro modelo de dano, mais simples e geralmente utilizado, é o dano linear proposto por Palmgreen (1924) e Miner (1945). Essa regra conhecida como regra de Miner, sugere que o dano acumulado é proporcional à energia absorvida pelo material conforme demonstrado nas equações 2.1 e 2.2, a seguir.

$$D_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad (2.1)$$

Onde:

D: Taxa de dano acumulado

k: Nº de diferentes níveis de tensão numa seqüência específica de carregamento

n: Nº de ciclos de tensão com determinada amplitude

N: Nº de ciclos de tensão necessários para ocorrer falha

A falha ocorre quando,

$$\sum D_i = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \geq 1.0 \quad (2.2)$$

Entretanto, em muitos casos, a regra linear leva a valores não conservativos de estimativa de vida útil. Os resultados dessa aproximação não levam em consideração o efeito da passagem constante do carregamento na acumulação dos danos durante o ciclo de cargas de fadiga, ou seja, o dano é acumulado na mesma taxa correspondente ao nível de tensão dado sem considerar o impacto das cargas anteriores. Algumas normas e Alguns trabalhos importantes demonstram a aplicabilidade, a simplicidade e a importância da regra linear, assim como suas limitações, Battista e Pfeil (1999b), Cullimore e Webber (2000), Fisher (2001), Gilani e Whittaker (2000a e 2000b), Kiss, et al (1998), Nishikawa, et al (1998) entre outros.

Desde a introdução da regra linear de dano muitas teorias de dano por fadiga foram propostas de forma a aprimorar o acerto sobre a estimativa de vida útil das estruturas. A falta de capacidade de processamento computacional limitou o uso do processo não linear para determinação do dano estrutural. Dessa forma outras teorias de dano por fadiga foram criadas a partir de adaptações a regra linear, como por exemplo, a linear dupla elaborada por Manson e Halford (1981).

Uma revisão acerca de uma melhor compreensão das muitas aproximações de dano por fadiga pode ser consultada em, Pravia (2003) e Afonso (2007).

Diferentes enfoques para a análise de danos causados por fadiga são comumente empregados. Esses enfoques dependem de como é o processo de formação da fadiga e como a mesma é propagada. O enfoque mais utilizado em projeto para a análise de estruturas sob o efeito de fadiga é o enfoque de vida útil. Esse enfoque tem o objetivo de determinar a vida útil da estrutura sujeitas a cargas cíclicas, através de curvas S-N obtidas experimentalmente e leis de acumulação de danos lineares.

Outro enfoque importante para análise de dano por fadiga é o enfoque de tolerância do defeito. O enfoque baseia-se na determinação das fissuras existentes através de avaliações estruturais, onde o tamanho da fissura existente é determinado através de técnicas de ensaios não destrutivos (avaliação visual, líquido penetrante, raios x, ultra-som, etc.). Ambos os enfoques podem ser utilizados na avaliação de estruturas, sendo que o enfoque de vida útil é mais comumente utilizado na pratica corrente de projeto, enquanto o enfoque do defeito é, geralmente, utilizado em defeitos existentes identificados em estruturas existentes. Pravia (2003) fornece maiores informações a respeito dos diferentes enfoques para determinação do dano por fadiga.

### 2.2.5. Conceito de vida útil e segurança contra falha

Geralmente, um fator de segurança tem o intuito de delimitar faixas de resistência de forma a determinar a capacidade de carregamento de uma estrutura. Esses carregamentos podem ser os mais diversos, como estáticos, impactos, fadiga entre outros. O propósito de se utilizar um fator de segurança é garantir que uma estrutura não irá sob a ação de esforços ou por qualquer defeito do material. Baseado no conceito de fator de segurança engenheiros aeroespaciais desenvolveram, para a análise de fadiga, os conceitos de segurança contra falha (fail-safe) e de vida útil (safe-life).

A filosofia de segurança contra falha prevê que qualquer peça ou detalhe estrutural pode conter fissuras e conseqüentemente estar sujeita a falhas. Nesse sentido esse conceito baseia-se na minimização dos efeitos causados pela fadiga e não em um número limite de ciclos de carregamento. Para que o conceito de segurança contra falha seja utilizado, se faz necessária à determinação dos tamanhos críticos das fissuras para cadê elemento ou detalhes estrutural. Dessa forma, o conceito em questão demanda inspeções periódicas com métodos de monitoração do tamanho das fissuras através de equipamentos confiáveis. Faz-se importante a frequência dessas inspeções, como também, a troca das peças que por ventura vierem apresentar algum problema relacionado ao tamanho das fissuras que as tornem não mais seguras. Os principais benefícios desse conceito estão relacionados à prevenção de falhas inesperadas.

A filosofia baseada na vida útil prevê que qualquer peça ou detalhe estrutural seja projetado para não falhar durante um tempo determinado. Esse conceito assume que testes, ensaios e análises possam prover uma estimativa adequada para a vida útil esperada para o elemento estrutural. Dessa forma, o conceito de vida útil requer extensivos testes e análises para determinar com maior precisão o comportamento de elementos estruturais. Baseando-se nesse conceito qualquer elemento estrutural deverá ser removido de serviço ao final da sua vida útil estimada.

Os conceitos de segurança contra falha e de vida útil se distinguem na sua concepção e na forma com que a estrutura é analisada ao longo do tempo. A filosofia de vida útil tem como principal benefício à necessidade de menos

inspeções, porém pode não ser precisa quanto a carregamentos inesperados ou aleatórios, não sendo eficaz para falhas inesperadas. Já o conceito de segurança contra falha tem como principal benefício a prevenção de falhas inesperadas, porém requer inspeções freqüentes. Maiores detalhes a respeito de vida útil e segurança contra falha podem ser consultados no trabalho de Suresh (1998).

#### 2.2.6. Análise à fadiga - Curvas S-N

Conforme foi descrito nos itens acima, uma das maneiras mais utilizadas e difundidas nas normas que tratam dos danos causados por fadiga é a análise de tensões através das curvas S-N. As curvas S-N são baseadas nas regras de Miner e são construídas a partir de ensaios experimentais de flexão rotativa ou compressão e tração. Os corpos de prova normalizados, peças e detalhes estruturais específicos, são submetidos a carregamentos de amplitude constante até que ocorra a falha e se registre o número de ciclos.

Muitos estudos foram feitos a partir de carregamentos de amplitude variável, Petersen (1995), Nielsen, et al (1997); Agerskov (1999), porém devido à grande dificuldade de se determinar as inúmeras formas e intensidades de carregamentos dinâmicos que podem ocorrer na estrutura aliado a dificuldade de se gerar ensaios ou modelos matemáticos generalizados fazem com que, apesar dos avanços tecnológicos, a análise dos efeitos provocados pela fadiga em estruturas metálicas submetidas a tensões de amplitude variável e aleatória ainda seja alvo de grandes estudos e pesquisas.

As curvas S-N determinam o limite de fadiga do material associado aos diferentes tipos de detalhes estruturais adotados em estruturas metálicas. Dessa forma se pode saber a faixa de tensão máxima que a estrutura, ou detalhe estrutural, suporta de acordo com o número de ciclos de carga. Quando não se dispõe de dados experimentais, adotam-se relações empíricas para a construção da curva S-N. Muitos estudos foram desenvolvidos ao longo dos anos acerca das curvas S-N e suas considerações, Norton (1998), Sae (1997), Collins (1993).

Independentemente de como a curva S-N é obtidas, seja por ensaio ou através de relações empíricas, as mesmas devem ser corrigidas porque as situações

de uso real do material não estão nas mesmas condições ideais em que se encontram os corpos de prova quando submetidos aos ensaios. Tais correções são feitas sobre o limite de fadiga, Norton (1998). A figura 2.5, apresenta um esquemático exemplificando os modelos de curvas S-N.

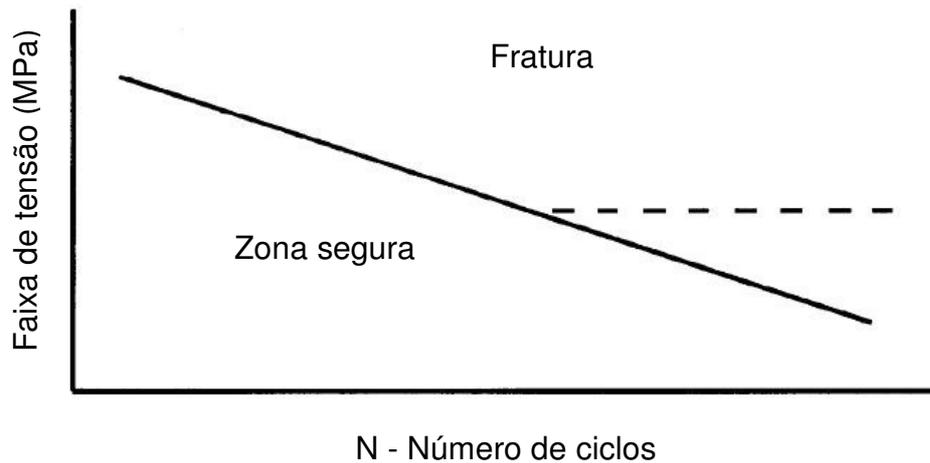


Figura 2.5 - Exemplo esquemático de uma curva S-N

### 2.2.7. Método para contagem de ciclos

A análise dos efeitos provocados pela fadiga em estruturas metálicas submetidas a tensões de amplitude variável e aleatória pode ser obtida através de históricos de variação da faixa de tensão da estrutura a ser analisada. Esse histórico pode ser obtido através de modelos matemáticos ou através de medições em estruturas existentes. Dessa forma, para que seja possível a determinação do dano acumulado e conseqüentemente a estimativa de vida útil da estrutura a partir de históricos de tensão se faz necessária à utilização de um método para contagem de ciclos de carregamentos associados a esse histórico.

Algumas normas estruturais prevêm a utilização de métodos de contagem de ciclos como metodologia válida para estimativa do dano acumulado e da vida útil da estrutura. Atualmente, os métodos de contagem de ciclo mais conhecidos são o método Rainflow e o método Reservatório, sendo que o método Rainflow se apresenta como o mais utilizado atualmente nas análises que necessitam de

contagem de ciclo para determinação do dano, Pravia (2003) e Afonso (2007). O método de contagem de ciclos, Rainflow é largamente utilizado para análise de dados de fadiga de forma a reduzir históricos de tensões em faixas de tensão simplificadas e foi proposto originalmente por Matsuiski e Endo em 1968, Wikipédia (2009).

O método Rainflow se faz necessário para aplicação da regra de Miner na determinação do dano acumulado e conseqüentemente para a estimativa de vida útil da estrutura. O método em questão é considerado como metodologia de contagem de ciclos válido pelo ASTM E 1049-85 (2005) e por diferentes normas estruturais, como o EUROCODE 3 (2003), BS 5400 (1980), AASTHO (2005) entre outras. A figura 2.6 apresenta um modelo de histórico de tensões utilizado para exemplificar o método Rainflow.

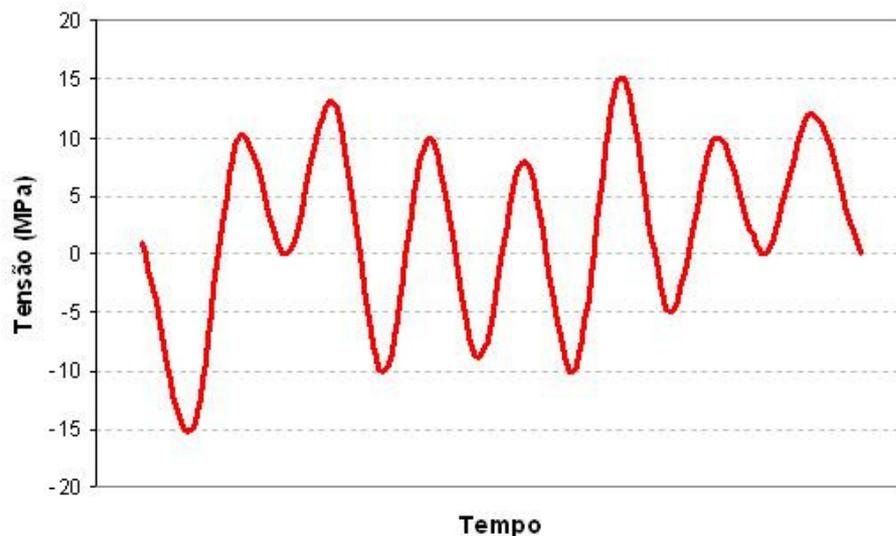


Figura 2.6 - Modelo de histórico de tensões

O método em questão reduz o histórico de tensões em uma seqüência de picos e vales de tensão. Esse procedimento se faz necessário para que com a combinação desses máximos e mínimos, possam se formar meio ciclos de tensão. A metodologia consiste ainda em associar o comportamento desses mínimos e máximos como escoamentos de gotas de chuva, similares ao encontro das águas de

um telhado. Dessa forma, o gráfico contendo o histórico de tensões pode ser interpretado a  $90^\circ$  da forma em que ele se encontra originalmente (tensões no eixo das ordenadas). A figura 2.7 a seguir, mostra o modelo de histórico de tensões reduzido a picos e vales a partir do histórico de tensões originais ilustrado na figura 2.6.

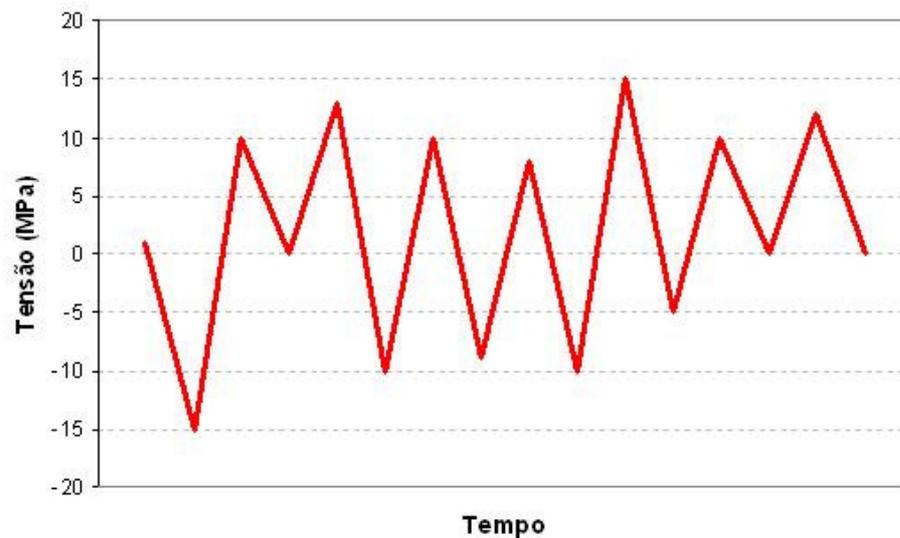


Figura 2.7 - Histórico de tensões reduzido a picos e vales

A contagem do meio ciclo é feita considerando que as terminações de fluxo ocorrem, quando uma gota alcança o final do histórico de tensões sem ser interrompido por nenhum outro pico, quando o fluxo se funde com outro fluxo oriundo de um pico mais a frente ou quando o fluxo flui no sentido oposto de um pico de maior valor. Um novo fluxo não pode ser iniciado enquanto o anterior não for terminado ou concluído. Cada percurso completo é considerado meio ciclo; meios ciclos com variação de tensão igual são combinados para formar ciclos completos. Essa metodologia se aplica tanto aos picos quanto aos vales do histórico de tensões. A figura 2.8, exemplifica a contagem de ciclos pelo método Rainflow para picos e vales já colocados a  $90^\circ$  da forma original ilustrada na figura 2.7.

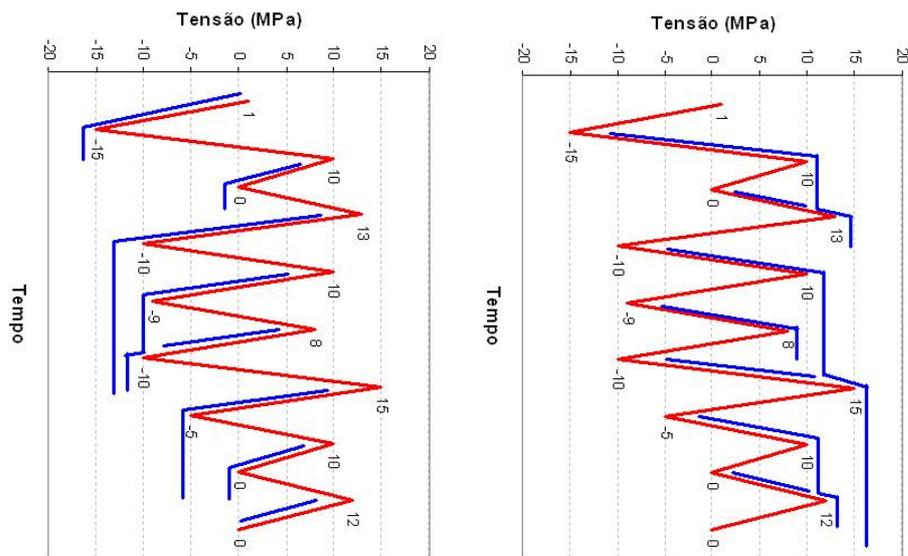


Figura 2.8 - Metodologia de fluxo (gota de chuva) para picos e vales

A figura 2.9 ilustra um exemplo de aplicação do método Rainflow.

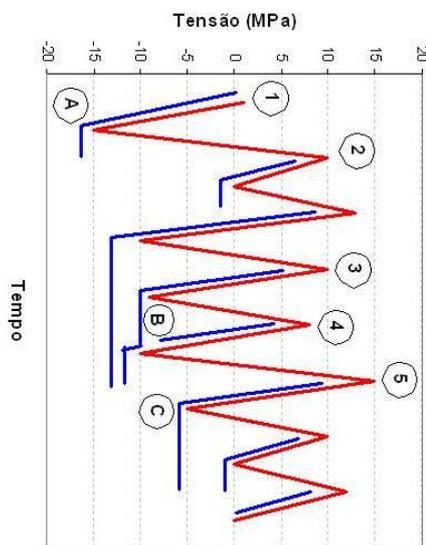


Figura 2.9 - Exemplo de aplicação do método Rainflow

Para o histórico de tensões ilustrado na figura 2.9, temos alguns casos de contagem de ciclos são observados a título de exemplo. O meio ciclo “A” começa no pico “1” e termina oposto a uma amplitude maior de tensão, referente ao pico “2”. O

valor da amplitude desse meio ciclo é de 16 MPa. O meio ciclo “B” começa no pico “4” e termina no ponto em que é interrompido pelo fluxo oriundo de um pico anterior, pico “3”. O valor da amplitude desse meio ciclo é de 18 MPa. O meio ciclo “C” começa no pico “5” e termina no fim do histórico de tensões apresentado. O valor da amplitude desse meio ciclo é de 20 MPa.

Os exemplos acima apenas demonstram algumas aplicações referentes ao histórico apresentado, porém para se ter uma análise completa, os demais picos devem ser analisados da mesma maneira. A mesma metodologia deve ser executada para verificação dos vales conforme figura 2.8. Uma vez feitas às análises totais dos picos e dos vales, os ciclos estarão corretamente contados pelo método Rainflow. Os resultados obtidos pela a contagem de ciclos completa referente ao histórico de tensões ilustrado acima são demonstrados a seguir na tabela 2.1 e na figura 2.10.

Tabela 2.1 - Contagem dos ciclos, exemplo de aplicação do método Rainflow

Faixa de tensão (MPa)	Ciclos inteiros	Meios ciclos
10	2	
12		1
16		1
17	1	1
20	1	1
23	1	
30		1

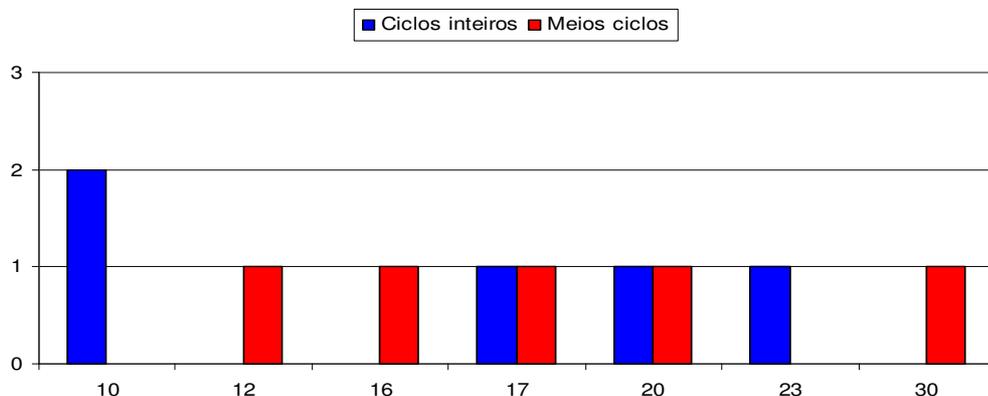


Figura 2.10 - Contagem dos ciclos do exemplo de aplicação ilustrado para o método Rainflow

### 2.2.8. Técnicas de avaliação de fadiga

O presente estudo tem o objetivo de analisar o comportamento de pontes rodoviárias mistas (aço-concreto) sob o efeito de carregamentos dinâmicos. Dessa forma, o estudo da mecânica da fadiga como fenômeno físico e conseqüentemente das técnicas empregadas para detecção das mesmas não serão aprofundadas no presente trabalho. Para uma melhor informação a respeito das técnicas de avaliação de fadiga, sugere-se a leitura de Pravia (2003) e Afonso (2007).

Atualmente, existem vários métodos para a determinação física da fadiga. O método mais utilizado e de menor custo, é o método elementar da inspeção visual. A identificação de fraturas por esse método requer profissionais experientes e com conhecimento específico do comportamento da estrutura em análise. Esse conhecimento da estrutura por parte do profissional é de extrema importância, pois dessa forma o mesmo saberá observar os locais de maior concentração de tensões, de maior importância no sistema estrutural, assim como soldas e ligações importantes.

Além da inspeção visual, outras técnicas podem ser empregadas para avaliação da estrutura quanto à fadiga, sendo as mais usuais, a de líquido penetrante, o raio x, a técnica de partículas magnéticas e o ultra-som, Pravia (2003). A identificação de fraturas através do emprego de líquido penetrante é uma técnica simples, de baixo custo e bastante utilizada nos trabalhos de inspeção. Essa técnica prevê a identificação de fissuras através da utilização de sprays de cores diferentes (vermelho e branco) de forma a realçar as fissuras no detalhe verificado. Após a aplicação do líquido vermelho, todo o seu excesso é retirado e em seguida se aplica o líquido branco de forma a realçar as fissuras. A técnica de raio x prevê a utilização de um filme posicionado sobre a superfície do elemento estrutural e a conseqüente aplicação de radiação. Após a revelação do filme, a imagem permite a identificação dos possíveis defeitos na superfície.

A técnica de partículas magnéticas prevê a magnetização do elemento estrutural. Após a magnetização é espalhada uma fina camada de partículas de ferro sobre a superfície do elemento. A concentração das partículas acusa a existência de fraturas. A técnica de ultra-som identifica através da propagação de ondas no corpo do elemento, os possíveis locais com defeito, a presença de fissuras ou fraturas. Os

métodos descritos acima podem não apresentar resultados muito bons, pois muitas vezes são superficiais ou apenas na direção de incidência da fonte.

Uma alternativa mais completa, porém mais cara e menos usual é a utilização de tomografias ou raio x tridimensional que permite que as fissuras sejam percebidas em todo o corpo do objeto.

### **2.3. Normas de projeto**

Na sua maioria, as normas de projeto recomendam como regra geral a aplicação das curvas S-N associadas às regras de danos de Miner. Para isso, existem diferentes maneiras de se obter resultados que sirvam como parâmetros relacionados à resistência a fadiga dos diversos tipos de estrutura. As normas estruturais recomendam, nesse sentido, que os projetos de estruturas de pontes evite ao máximo locais com concentrações de tensão, de forma a evitar possíveis pontos de fadiga.

A análise da resistência à fadiga, praticada nas normas, é feita através das faixas de variação de tensão, ou seja, a diferença entre tensões que ocorrem em planos principais num ciclo de carga. De modo geral, esse cálculo é feito como a diferença entre a tensão mínima e a tensão máxima para cada ciclo de carga. No cálculo das tensões não são consideradas tensões residuais, excentricidades não superiores às tolerâncias de fabricação, concentração de tensões devido à geometria do cordão de solda (são consideradas as concentrações de tensões devido à forma da união) e curvatura. Além disso, as tensões de corte são desprezadas quando o seu valor é inferior a 15% da tensão normal.

Usualmente, a forma mais comum de se obter dados referentes à fadiga é associar a peça ou detalhe estrutural às classificações padronizadas de limites de tensão e ciclos adotados nas normas. Outra forma de se obter resultados é através de históricos de tensões obtidos através de ensaios experimentais ou modelagem matemática. Para utilização dessa metodologia se faz necessária a contagem de ciclos de tensão associadas a esses históricos, onde o método Rainflow é largamente adotado na prática usual de projeto para contagem desses ciclos. As normas apresentam curvas S-N associadas a diversos detalhes estruturais,

permitindo assim que se adotem valores específicos para peças de mesmas características e comportamento.

Para a análise de estruturas sujeitas a carregamentos variáveis, conforme orientações de Afonso (2007) devem ser considerados os seguintes fatores, tais como: Tipo do detalhe estrutural, tipo do esforço solicitante, histórico de cargas, variações de tensões no detalhe estrutural.

Atualmente no Brasil, não existe uma norma específica para a avaliação de pontes metálicas. A NBR 8800 (2008) prevê apenas a análise de edifícios em estrutura metálica ou mista (aço-concreto). Dessa forma, devem ser adotadas normas estrangeiras para o dimensionamento de pontes metálicas e conseqüentemente para verificação quanto à fadiga das mesmas. As normas estrangeiras de ponte devem ser utilizadas como alternativa, onde se destacam, a norma de pontes americanas AASHTO (2005), a norma européia EUROCODE 3 (2003) e a norma britânica BS 5400 (1980).

De uma forma geral, todas estas normas tratam o projeto de novas pontes segundo o enfoque de vida útil (safe-life) à fadiga. A norma européia EUROCODE 3 (2003) e a norma britânica BS 5400 (1980) assumem que a vida útil da ponte seja de, ao menos, 120 anos. Já a norma americana AASHTO (2005) especifica a vida útil da ponte em 75 anos.

### 2.3.1. NBR 8800

Não existe no Brasil uma norma que trate especificamente de fratura por fadiga em pontes metálicas. A NBR 8800 (Projeto de estruturas de aço e estruturas mistas de aço e concreto de edifícios - 2008) trata dos detalhes estruturais sujeitos à fadiga no seu anexo K, sendo aplicada, conforme seu próprio título, apenas em edifícios. De forma a se utilizar uma literatura brasileira no presente estudo, a seguir serão apresentados os valores referentes ao anexo K para fadiga em elementos estruturais de edifícios.

### 2.3.1.1. Critérios de dimensionamento

A referida norma se aplica a elementos estruturais de aço e a ligações metálicas sujeitas a ações que provocam grande número de ciclos de variação de tensão. Todos os critérios de dimensionamento descritos na NBR 8800 (2008) são baseados nos critérios de dimensionamento do AISC (American Institute of Steel Construction), sendo o mais importante, o critério de não ser necessária à verificação da resistência à fadiga de peças sujeitas a ciclos de aplicação de cargas menores que  $2 \times 10^4$ . A Resistência aos ciclos de tensão previstos na NBR 8800 (2008) considera que todas as peças estão sob o efeito de temperatura inferior a  $150^\circ$  e com a adequada proteção a corrosão.

### 2.3.1.2. Classificação dos detalhes

A NBR 8800 (2008) prevê a análise da fadiga através de fórmulas específicas de acordo com o tipo de detalhe estrutural. Esses detalhes estruturais são divididos em oito diferentes categorias de detalhes (A, B, B', C, D, E, E' e F), que permitem classificar a faixa de tensão limite e os parâmetros de fadiga específicos para cada categoria de detalhe.

Descrição	Categoria de tensão	Constante $C_f$	Limite $\sigma_{TH}$ MPa	Ponto de início potencial de fissura
<b>Seção 4 - Ligações de extremidade com soldas de filete longitudinais</b>				
4.1 Metal-base na junção de barras solicitadas axialmente com ligações de extremidade soldadas longitudinalmente. As soldas devem ficar de cada lado do eixo da barra, de forma a equilibrar as tensões na solda.				Iniciando a partir de qualquer extremidade de solda, estendendo-se no metal-base.
espessura $\leq 13$ mm	E	$11 \times 10^8$	31	
espessura $> 13$ mm	E'	$3,9 \times 10^8$	18	

Figura 2.11 - Seção 4, Item 4.1, Ligações de extremidade com soldas de filete longitudinais, NBR 8800 (2008)

A figura 2.11 acima, exemplifica a tabela K.1 de classificação dos detalhes estruturais da referida norma. Para se ter uma melhor compreensão dos tipos de detalhes estruturais a referida norma ilustra os detalhes através de desenho explicativos na tabela K.2. A figura 2.12 mostra um exemplo de detalhe estrutural referente à seção 5, item 5.2, ligações soldadas transversais à direção das tensões.

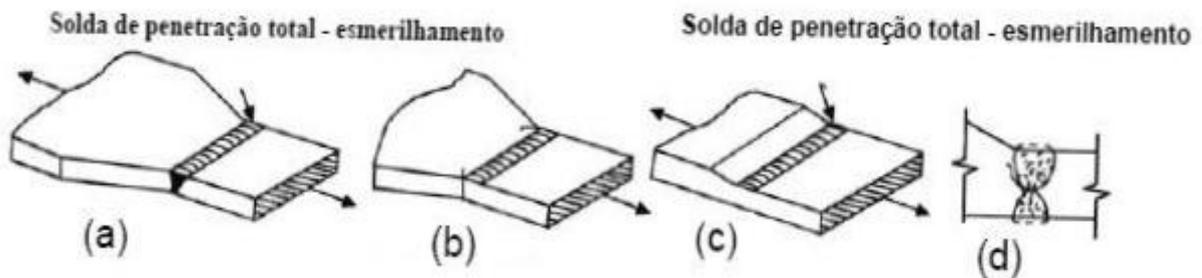


Figura 2.12 - Seção 5, Item 5.2, Ligações soldadas transversais à direção das tensões, NBR 8800 (2008)

### 2.3.1.3. Resistência à fadiga

A Resistência à fadiga é analisada através das faixas de variação de tensão. Na NBR 8800 (2008), assim como na norma americana, isso é feito através de limites máximos para faixa de variação de tensão. Nesse sentido, os limites para faixa de variação de tensão não devem exceder os valores de três diferentes casos previstos no item K.4 da referida norma.

O primeiro caso (K.4 - a) expõe que para as categorias de detalhe A, B, B', C, D, E e E', a faixa de tensão admissível de variação de tensões,  $\sigma_{SR}$ , em MPa, deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \frac{327 C_f}{N}^{0,333} \geq \sigma_{TH} \quad (2.3)$$

Onde:

$C_f$ : Constante obtida na tabela K.1 da NBR 8800 (2008)

$N$ : Número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura

$\sigma_{TH}$ : Limite admissível da faixa de variação de tensão - Tabela K.1 NBR 8800 (2008)

O segundo caso (K.4 - b) expõe que para a categoria de detalhe F, a faixa de tensão admissível de variação de tensões,  $\sigma_{SR}$ , em MPa, deve ser determinada por:

$$\sigma_{SR} = \frac{11 \times 10^4 C_f}{N}^{0,167} \geq \sigma_{TH} \quad (2.4)$$

O terceiro e último caso (K.4 - c) detalha as faixas de tensão admissíveis para elementos de chapa tracionados, ligados na extremidade por soldas de penetração total, soldas de penetração parcial, soldas de filete ou combinações das anteriores, dispostas transversalmente à direção das tensões na linha de transição entre o metal-base e a solda. Esse detalhamento é menos trivial, apresentando diversas equações, para diversos casos, não sendo alvo do presente trabalho.

#### 2.3.1.4. Considerações sobre a norma

O anexo K da referida norma não faz muitas considerações a respeito de quantidade de ciclos e não se aprofunda na análise da fadiga, limitando-se apenas a determinação da faixa de tensão máxima admissível. Esse procedimento é importante na verificação usual de estruturas, porém não é perfeitamente aplicável as diferentes formas de avaliação de fratura por fadiga. Um exemplo disso é que a referida norma não faz considerações a respeito de métodos de contagem de ciclos para histórico de tensões.

### 2.3.2. AASHTO - LRFD Bridge Design Specifications

A Norma para pontes AASHTO (2005) é baseada no método dos estados limites e ao contrário da NBR 8800 (2008) é específica para análise de pontes. A referida norma apresenta na sua seção 6 considerações específicas para a verificação da fadiga adotadas nesse presente estudo.

#### 2.3.2.1. Critérios de dimensionamento

A norma estrutural AASHTO (2005) prevê a análise em estruturas sob o efeito da fadiga induzida por carregamentos ou por distorção de seus elementos. Os casos de fadiga causada por carregamentos são os mais importantes para o presente trabalho, dessa forma, os critérios de dimensionamento demonstrados nesse item serão baseado nesse tipo de análise a fadiga.

A norma em questão é aplicável, tanto em estruturas de aço, quanto em estruturas mistas (aço-concreto) e prevê a verificação do estado limite de fadiga e fratura para carregamentos dinâmicos através de um caminhão simples conhecido como veículo de fadiga, “fatigue truck”.

Segundo a AASHTO (2005), cada detalhe estrutural submetido a carregamentos, deverá satisfazer os seguintes critérios quanto à resistência à fadiga:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_n \quad (2.5)$$

Onde:

$\gamma$ : Fator de carga

$(\Delta f)$ : Faixa de variação de tensão

$(\Delta F)_n$ : Resistência nominal a fadiga

### 2.3.2.2. Classificação dos detalhes

Os detalhes estruturais são classificados em onze diferentes condições gerais de acordo com o tipo de esforço que estão submetido. Essas diferentes classes estão subdivididas de acordo com a categoria do detalhe e está associada às características específicas e as diferentes formas que o mesmo pode se encontrar nas estruturas usuais. A norma AASHTO (2005) prevê a análise da fadiga através de fórmulas específicas de acordo com o tipo de detalhe estrutural. Esses detalhes estruturais são divididos em oito diferentes categorias de detalhes (A, B, B', C, C', D, E, e E'), que permitem classificar a faixa de tensão limite e os parâmetros de fadiga específicos para cada categoria de detalhe.

Condição Geral	Situação	Tipo de Tensão	Categoria de Tensão (ver Tab. 10.3.1A)	Exemplo Ilustrativo (ver Figura 10.3.1C)
Dispositivos soldados c/ chanfro -Carregados Transversalmente	Metal base de detalhes ligados por solda de entalhe de penetração total com o raio de transição, R, independente do comprimento do detalhe e com a qualidade da solda transversal à direção da tensão garantida por teste não destrutivo:			
	- Com chapas de mesma espessura e reforço removido: (a) Raio de transição $\geq 60\text{cm}$ (b) $60\text{cm} > \text{Raio de transição} \geq 15\text{cm}$ (c) $15\text{cm} > \text{Raio de transição} \geq 5\text{cm}$ (d) $5\text{cm} > \text{Raio de transição} \geq 0$	T ou Rev	B C D E	16
	- Com chapas de mesma espessura e reforço não removido: (a) Raio de transição $\geq 15\text{cm}$ (b) $15\text{cm} > \text{Raio de transição} \geq 5\text{cm}$ (c) $5\text{cm} > \text{Raio de transição} \geq 0$	T ou Rev	C D E	16
	- Com chapas de espessuras diferentes e reforço removido: (a) Raio de transição $\geq 5\text{cm}$ (b) $5\text{cm} > \text{Raio de transição} \geq 0$	T ou Rev	D E	16
	- Para todos os raios com chapas de espessuras diferentes e reforço não removido.	T ou Rev	E	16

Figura 2.13 - Classificação dos elementos, Pinho e Belley (2007)

Essa classificação objetiva a correta identificação do detalhe estrutural de forma a se utilizar a curva S-N na determinação das faixas de tensão máximas admissíveis.

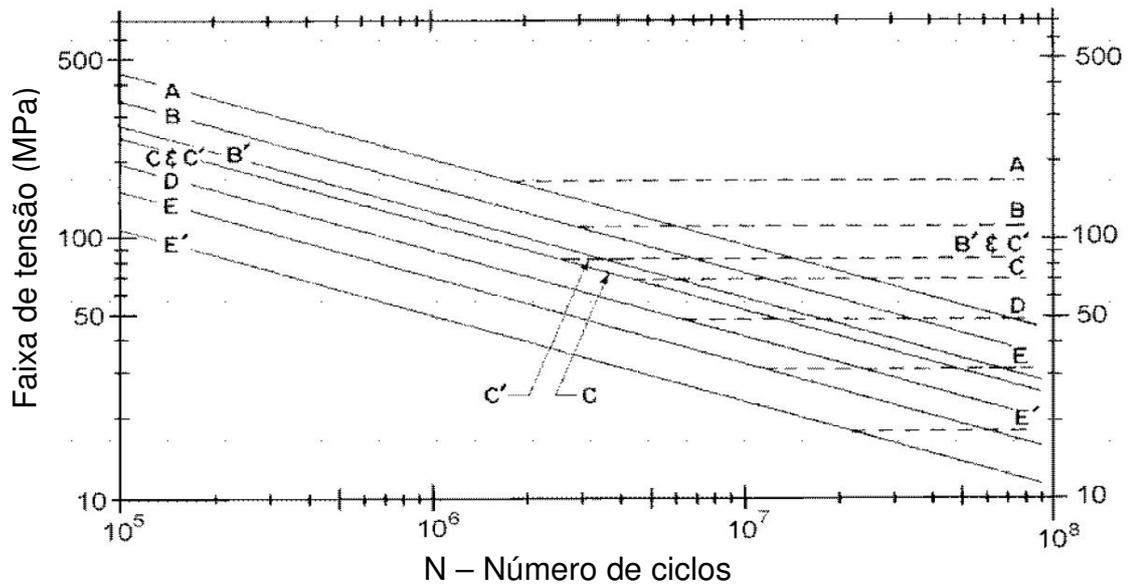


Figura 2.14 - Faixa de tensão por número de ciclos, AASHTO (2005)

### 2.3.2.3. Ciclos de carregamento

A norma AASHTO (2005), indica alguns valores baseado em tabelas de contagem de ciclos de variação de tensão máxima para que sejam utilizados em projeto. A figura 2.15 a seguir, Pinho e Belley (2007), ilustra uma dessas tabelas, especificamente para elementos que podem provocar colapso estrutural com os valores de tensão convertidos para KN/cm<sup>2</sup>.

Categoria	Para 100.000 ciclos	Para 500.000 ciclos	Para 2.000.000 ciclos	Para acima de 2.000.000 ciclos
A	35,2	20,4	16,9	16,9
B	27,4	16,2	11,2	11,2
B'	21,8	12,7	7,7	7,7
C	19,7	11,2	7,0	6,3
D	15,5	9,1	8,4 (b)	7,7 (b)
E (c)	12,0	7,0	5,6	3,5
E'	8,4	4,9	4,2	1,6
F	0,84	0,63	2,8	0,9
			0,49	0,42

(a) - A Faixa de tensão é definida como a diferença algébrica entre a tensão máxima e a tensão mínima. É considerado que tensão de tração tenha sinal oposto à tensão de compressão.

(b) - Para soldas de enrijecedores transversais na alma e mesas.

(c) - Não usar chapa de reforço parcial soldada (cover plates) em mesas com mais de 19mm de espessura em estruturas que podem provocar o colapso da ponte.

Figura 2.15 - Faixa de tensão admissível para cargas repetidas em elementos que podem provocar colapso estrutural, Pinho e Belley (2007)

A norma também indica valores de média de diária de tráfego (MDT) e o número de ciclos de acordo com o tipo de rodovia. Abaixo, a figura 2.16, ilustra o exemplo de tabela para elementos longitudinais, baseada no veículo de fadiga padrão.

Tipo de estrada	Caso	MDT <sup>a</sup>	No. de Ciclos
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	I	2500 ou mais	2.000.000
Rodovias expressas, rodovias secundárias, estradas e ruas	II	menos que 2500	500.000
Outras rodovias, estradas e ruas não incluídas em casos I ou II	III		100.000

Figura 2.16 - Média diária de tráfego e número de ciclos, Pinho e Belley (2007)

#### 2.3.2.4. Resistência à fadiga

Para os casos gerais de verificação a fadiga, a AASHTO (2005), prevê a faixa de tensão admissível para resistência à fadiga pelas equações 2.6 e 2.7.

$$(\Delta F)_n = \frac{A}{N}^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2}(\Delta F)_{TH} \quad (2.6)$$

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad (2.7)$$

Onde:

A: Constante obtida em tabela (MPa<sup>3</sup>)

n: Número de ciclos de faixa de tensão por passagem do veículo de fadiga

N: Número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura

(ADTT)<sub>SL</sub>: Número de veículos de fadiga por dia em faixa simples durante a vida útil

(ΔF)<sub>TH</sub>: Amplitude constante limite para casos de fadiga (MPa)

Para os valores da constante A, a norma em questão prevê valores de acordo com a classificação do detalhe estrutural segundo a figura 2.17 abaixo.

DETAIL CATEGORY	CONSTANT, A TIMES $10^{11}$ (MPa <sup>3</sup> )
A	82.0
B	39.3
B'	20.0
C	14.4
C'	14.4
D	7.21
E	3.61
E'	1.28
M 164M (A 325M) Bolts in Axial Tension	5.61
M 253M (A 490M) Bolts in Axial Tension	10.3

Figura 2.17 - Valor da constante A, AASHTO (2005)

As figuras 2.18 e 2.19 ilustram, os valores do  $(ADTT)_{SL}$  (número de veículos de fadiga por dia, em faixa simples, durante a vida útil) e do número de ciclos de faixa de tensão por passagem do veículo de fadiga,  $n$ , respectivamente.

Detail Category	75-Year $(ADTT)_{SL}$ Equivalent to Infinite Life (Trucks per Day)
A	535
B	865
B'	1035
C	1290
C'	745
D	1875
E	3545
E'	6525

Figura 2.18 - Valor do  $(ADTT)_{SL}$ , número de veículos de fadiga por dia em faixa simples durante a vida útil, AASHTO (2005)

Longitudinal Members	Span Length	
	> 12 000 mm	≤ 12 000 mm
Simple Span Girders	1.0	2.0
Continuous Girders		
1) near interior support	1.5	2.0
2) elsewhere	1.0	2.0
Cantilever Girders	5.0	
Trusses	1.0	
Transverse Members	Spacing	
	> 6000 mm	≤ 6000 mm
	1.0	2.0

Figura 2.19 - Número de ciclos de faixa de tensão por passagem do veículo de fadiga,  $n$ , AASHTO (2005)

Os valores de amplitude constante limite para casos de fadiga,  $(\Delta F)_{TH}$ , são apresentados pela figura 2.20.

Detail Category	Threshold (MPa)
A	165.0
B	110.0
B'	82.7
C	69.0
C'	82.7
D	48.3
E'	31.0
E'	17.9
M 164M (A 325M) Bolts in Axial Tension	214.0
M 253M (A 490M) Bolts in Axial Tension	262.0

Figura 2.20 - Amplitude constante limite para casos de fadiga,  $(\Delta F)_{TH}$ , AASHTO (2005)

As faixas de tensão admissíveis para elementos de chapa tracionados, ligados na extremidade por soldas dispostas transversalmente à direção das tensões na linha de transição entre o metal-base e a solda são verificadas conforme equação 2.8.

$$(\Delta F)_n = (\Delta F)_n^c \frac{0,094 + 1,23 \frac{H}{t_p}}{t_p^{1/6}} \leq (\Delta F)_n^c \quad (2.8)$$

Onde:

$(\Delta F)_n^c$ : Resistência nominal a fadiga para detalhes da categoria C (MPa)

H: Abertura efetiva do filete de solda (mm)

$t_p$ : Espessura placa carregada (mm)

### 2.3.2.5. Considerações sobre a norma

A Norma para pontes AASHTO (2005) se mostra como uma das mais completas normas sobre fadiga em pontes metálicas e mistas no cenário mundial. Ela possui um bom material e uma boa flexibilidade permitindo uma análise mais correta e aplicada a cada caso. Isso faz com que ensaios, modelagem, históricos de tensão ou qualquer outra forma de análise possam ser utilizados com base nas premissas da norma. É a norma estrutural para esse tipo de estrutura com maior utilização no Brasil.

### 2.3.3. EUROCODE 3

O EUROCODE 3 (2003), é aplicável a todos os tipos de estruturas de aço, pois apresenta um método geral para avaliação à fadiga de estruturas e elementos estruturais que estão submetidos a faixas de variação de tensão. O método utilizado no EUROCODE 3 (2003) é fruto de testes de fadiga em larga escala aplicados a diferentes elementos estruturais inclusive com imperfeições geométricas e estrutural, oriundo de montagem e de fabricação.

O EUROCODE 3 (2003) possui no capítulo 1.9 recomendações específicas para o dimensionamento a fadiga. No anexo A do capítulo 1.9, o EUROCODE 3 recomenda para carregamentos de amplitude variável definido por históricos, basear o cálculo de vida útil na regra de danos cumulativa de Miner. Tal norma prevê ainda a avaliação da fadiga pelos conceitos de vida útil e de segurança contra falha.

#### 2.3.3.1. Critérios de dimensionamento

O EUROCODE 3 (2003) se aplica a elementos estruturais de aço e a ligações metálicas sujeitas a ações que provocam grande número de ciclos de variação de tensão. A resistência aos ciclos de tensão previstos no EUROCODE 3 (2003) considera para a análise a fadiga, todas as tensões nominais devem estar dentro dos limites elásticos do material, não sendo permitido que os elementos estruturais estejam submetido a temperaturas maiores que 150° C ou sem adequada proteção à corrosão. O EUROCODE 3 (2003) permite que a avaliação da fadiga seja feita pelo método da segurança contra falha ou pelo método da vida útil. Quaisquer outros métodos que não sejam os descritos acima não estão previstos por esse código. O referido código recomenda ainda que para tolerâncias para análise à fadiga, assim como condições de verificação sejam consultas na norma EN 1090. Para um maior detalhamento acerca dessas condições recomenda-se a leitura de Afonso (2007). O EUROCODE 3 (2003), parte 1.1, referente ao dimensionamento de pontes, prevê diferentes alternativas para o dimensionamento de pontes metálicas à

fadiga, sendo que os enfoques principais são através de mínimos e máximos de tensão e através de histórico de tensões.

Conforme descrito anteriormente, o EUROCODE 3 (2003) considera a possibilidade de se analisar a fadiga tanto pelo conceito de vida útil, quanto pelo conceito de segurança contra falha. Dessa forma, visando considerar as incertezas na análise da resposta da estrutura à fadiga são incorporados as faixas de tensões de projeto fatores de segurança parcial  $Y_{Ff}$  e  $Y_{Mf}$ . O fator de segurança  $Y_{Ff}$  é referente às faixas de tensão admissíveis e o fator  $Y_{Mf}$  referente aos valores de tensão por fadiga. São responsáveis por considerar as incertezas relativas aos níveis de carga aplicada, ao cálculo de tensões e intervalo de tensões, ao cálculo de uma faixa de tensões com amplitude constante que seja equivalente ao histórico de projeto e a evolução do carregamento de fadiga ao longo da vida de projeto da estrutura. A tabela 2.2 apresenta os valores do EUROCODE 3 (2003) para o fator de segurança  $Y_{Mf}$ .

Tabela 2.2 - Valores sugeridos, fator de segurança  $Y_{Mf}$ , EUROCODE 3 (2003)

Conceito	Tipo de inspeção	
	Periódica com fácil acesso aos elementos estruturais	Periódica com difícil acesso aos elementos estruturais
Segurança contra falha (fail-safe)	1.00	1.15
Vida útil (safe-life)	1.15	1.35

### 2.3.3.2. Classificação dos detalhes

A norma em questão apresenta dez categorias de detalhes para análise das faixas de tensão de acordo com o cada elemento estrutural. Assim como nas demais normas essas diferentes categorias estão subdivididas de acordo com o tipo do elemento estrutural associado às características específica e as diferentes formas que o mesmo pode se encontrar na estrutura. A resistência à fadiga é determinada por uma série de curvas  $\log(\Delta\sigma_R) \times \log(N)$ , sendo cada uma destas aplicada para

uma categoria de detalhe típico. Cada categoria de detalhe é designada por um número que representa, em MPa, o valor de referência  $\Delta\sigma_C$  da resistência à fadiga para  $2 \times 10^6$  ciclos, conforme ilustrado na figura 2.21.

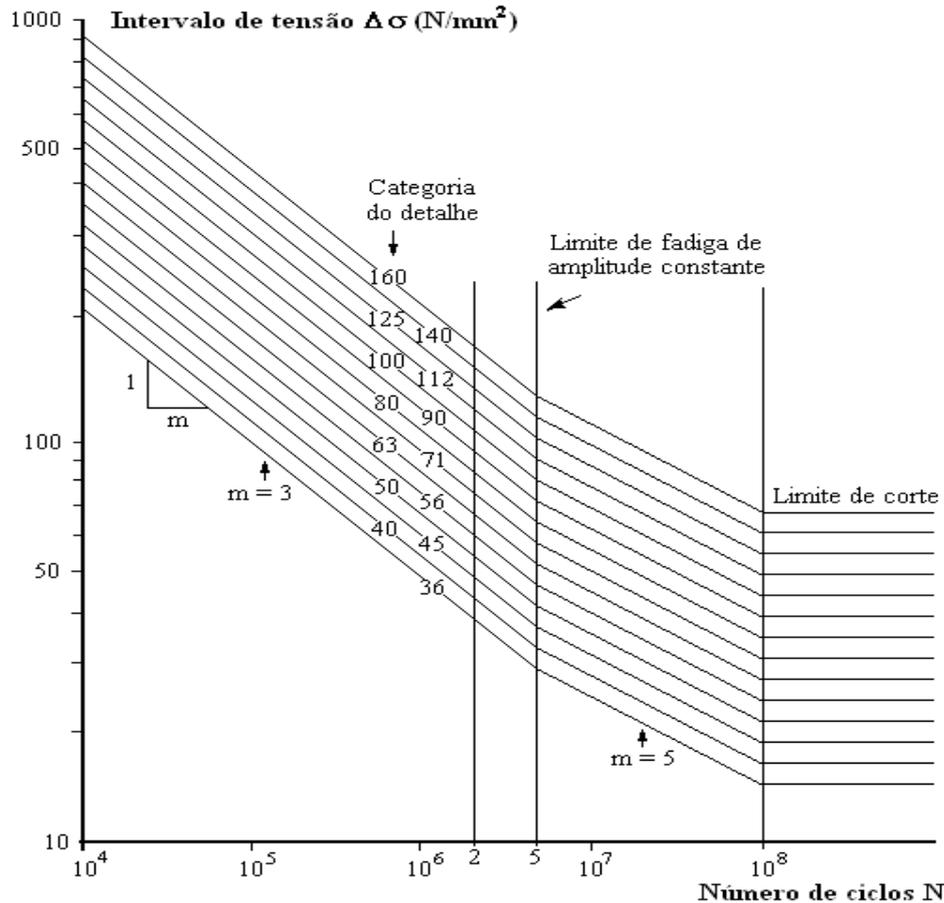


Figura 2.21 - Curvas de resistência à fadiga para intervalos de tensão normal, Afonso (2007)

A equação 2.9 expressa a definição das curvas de resistência à fadiga para valores nominais de tensão.

$$\log(N) = \log(a) - m \cdot \log(\Delta\sigma_R) \quad (2.9)$$

Onde:

N: Número de ciclos de variação de tensões durante a vida útil da estrutura

m: Declividade constante das curvas, com valor igual a 3 ou 5  
 log(a): Constante determinada de modo a definir a equação da reta  
 $\Delta\sigma_R$ : Resistência à fadiga em termos de faixa de tensões

Da mesma maneira, curvas similares às apresentadas na figura 2.21 são utilizadas para as tensões cisalhantes e são ilustradas no item 7, figura 7.2 do EUROCODE 3 (2003), parte 1.9. Essas curvas têm uma declividade constante igual a 5 (m) e não apresentam limite de fadiga de amplitude constante, mas o limite de corte para  $1 \times 10^8$  de ciclos é aplicado.

Ambas as curvas, tensões normais e tensões cisalhantes, são baseadas em investigações experimentais representativas incluindo os efeitos de: concentrações de tensão local devido à geometria de soldas, tamanho e forma de descontinuidades aceitáveis, a direção da tensão, tensões residuais, condições metalúrgicas e, em alguns casos, é considerado o processo de soldagem e procedimentos de melhoria de pós-soldagem, Afonso (2007). A figura 2.22 apresenta um exemplo de classificação, segundo as curvas S-N, para peça não soldada.

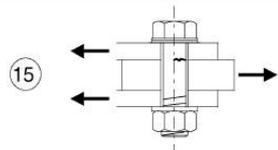
Detail category	Constructional detail	Description	Requirements
100 m=5		<u>Bolts in single or double shear</u> Thread not in the shear plane 15) - Fitted bolts - normal bolts without load reversal (bolts of grade 5.6, 8.8 or 10.9)	15) $\Delta\tau$ calculated on the shank area of the bolt.

Figura 2.22 - Classificação de peça não soldada, curva S-N, EUROCODE (2003)

### 2.3.3.3. Ciclos de carregamento

Os valores das faixas de tensão devem ser determinados através do histórico de carregamento de cada detalhe estrutural de acordo com suas características. Pode, também, ser determinado através de medição da resposta dinâmica de estruturas similares. Dessa forma, deve ser analisado o histórico de tensões, para que através da contagem dos ciclos possa se determinar às faixas de tensão a que estão submetidos os detalhes estruturais. O EUROCODE 3 (2003) parte 1.9, prevê a

utilização do método Rainflow ou do método Reservatório como métodos válidos de contagem de ciclo.

A metodologia adotada nesse código baseia-se na regra de Miner para determinação da vida útil estrutura, porém com algumas correções de acordo com os fatores de segurança do código e com relação às curvas S-N conforme mostrado anteriormente. A formula de danos acumulados recomendada pelo EUROCODE 3 (2003) é ilustrada pela equação 2.10.

$$D_d = \sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \quad (2.10)$$

Onde:

$D_d$ : Dano acumulado

$n_{Ei}$ : Número de ciclos associados com cada faixa de tensão

$N_{Ri}$ : Número de ciclos tolerados para cada faixa de tensão

Dessa forma a verificação quanto à fadiga, para histórico de tensões, segundo o EUROCODE 3 (2003), deve obedecer aos seguintes critérios:

Se for baseado no acumulo de dano:

$$D_d \leq 1 \quad (2.11)$$

Se for baseado na faixa de tensão:

$$\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \sqrt[m]{D_d} \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \Rightarrow m = 3 \quad (2.12)$$

Onde:

$\gamma_{Ff}$ : Fator de segurança parcial de  $\Delta\sigma_{E,2}$

$\gamma_{Mf}$ : Fator de segurança parcial de  $\Delta\sigma_C$

$\Delta\sigma_{E,2}$ : Faixa de tensão normal admissível equivalente a  $2 \times 10^6$  de ciclos

$\Delta\sigma_C$ : Faixa de tensão normal referente a  $2 \times 10^6$  de ciclos de tolerância

#### 2.3.3.4. Resistência à fadiga

Para carregamentos de amplitude constante o os valores de faixa de tensão admissível não devem ultrapassar os valores apresentados nas equações 2.13 e 2.14.

$$\Delta\sigma \leq 1,5f_y \quad (2.13)$$

Onde:

$\Delta\sigma$ : Faixa de tensão normal

$f_y$ : N<sup>o</sup> de ciclos de faixa de tensão por passagem “fatigue truck” obtido na tabela

$$\Delta\tau \leq 1,5f_y / \sqrt{3} \quad (2.14)$$

Onde:

$\Delta\tau$ : Faixa de tensão cisalhante

Para verificação à fadiga, os valores das faixas de variação de tensão devem ser verificados conforme as equações 2.15 e 2.16.

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (2.15)$$

Onde:

$\gamma_{Ff}$ : Fator de segurança parcial de  $\Delta\sigma_{E,2}$

$\gamma_{Mf}$ : Fator de segurança parcial de  $\Delta\sigma_C$

$\Delta\sigma_{E,2}$ : Faixa de tensão normal admissível equivalente a  $2 \times 10^6$  de ciclos

$\Delta\sigma_C$ : Faixa de tensão normal referente a  $2 \times 10^6$  de ciclos de tolerância

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \leq 1,0 \quad (2.16)$$

Onde:

$\gamma_{Ff}$ : Fator de segurança parcial de  $\Delta\tau_{E,2}$

$\gamma_{Mf}$ : Fator de segurança parcial de  $\Delta\tau_C$

$\Delta\tau_{E,2}$ : Faixa de tensão cisalhante admissível equivalente a  $2 \times 10^6$  de ciclos

$\Delta\tau_C$ : Faixa de tensão cisalhante referente a  $2 \times 10^6$  de ciclos de tolerância

Nos casos aonde possa existir a combinação dos esforços de tensão cisalhante e normal à fadiga deve ser verificada conforme a equação 2.17.

$$\left( \frac{\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2}}{\Delta\sigma_C / \gamma_{Mf}} \right)^3 + \left( \frac{\gamma_{Ff} \Delta\tau_{E,2}}{\Delta\tau_C / \gamma_{Mf}} \right)^5 \leq 1,0 \quad (2.17)$$

### 2.3.3.5. Considerações sobre a norma

O EUROCODE 3 Design of steel structures (2003), é uma das mais importantes referências mundiais no dimensionamento de estruturas de aço. Tal código, demonstra através dos seus fatores de correção a importância dada ao dimensionamento dos elementos estruturais quanto à fadiga. A norma em questão possui uma excelente classificação de detalhes oriunda de análises baseadas em cinco diferentes veículos de fadiga. Dessa forma, não há dúvidas que o EUROCODE 3 é, atualmente, um dos materiais de referência no que diz respeito ao dimensionamento de estruturas de pontes quanto à fadiga do aço.

### 2.3.4. BS 5400

Seguindo a tendência de unificação das normas européias, a norma BS 5400 está sendo gradativamente substituída pelos Eurocodes. Diversos cursos ao longo de 2009 estão sendo oferecidos nas comunidades européias para esclarecer projetistas quanto essa transição que deverá ocorrer em no máximo um ano. O presente estudo utilizou a BS 5400 nas análises de forma a servir como material comparativo para as referências bibliográficas e as normas adotadas.

A Norma para pontes BS 5400 standard é aplicada a pontes com estrutura em aço, em concreto e mistas (aço-concreto). Assim como o AASHTO (2005), trata-se de uma norma específica para o dimensionamento de estruturas de pontes baseada nos conceitos de estado limite, onde a ocorrência de deterioração de um componente ou elemento por fadiga até o ponto que origine uma ruptura é considerado um estado limite último de resistência. A norma BS 5400 aplica-se a problemas de fadiga de alto ciclo e considera que a estrutura, a nível macroscópico, trabalha no regime elástico. Para solicitações de amplitude variável, o cálculo é realizado com base na regra de danos acumulados de Miner.

### 2.3.4.1. Critérios de dimensionamento

A norma em questão trata do dimensionamento a fadiga no capítulo dez e permite que a verificação a fadiga seja feita através da classificação do detalhe estrutural, da faixa de tensão, do número de ciclos e da probabilidade de falha. Para o dimensionamento a fadiga, a referida norma fixa a vida útil de uma ponte, geralmente em cento e vinte anos.

A verificação de estruturas quanto à fadiga, segundo a BS 5400, baseia-se em fórmulas extraídas de curvas S-N obtidas através de ensaios e é feita através das faixas de variação de tensão. A figura 2.23 a seguir ilustra a curva S-N da norma em questão.

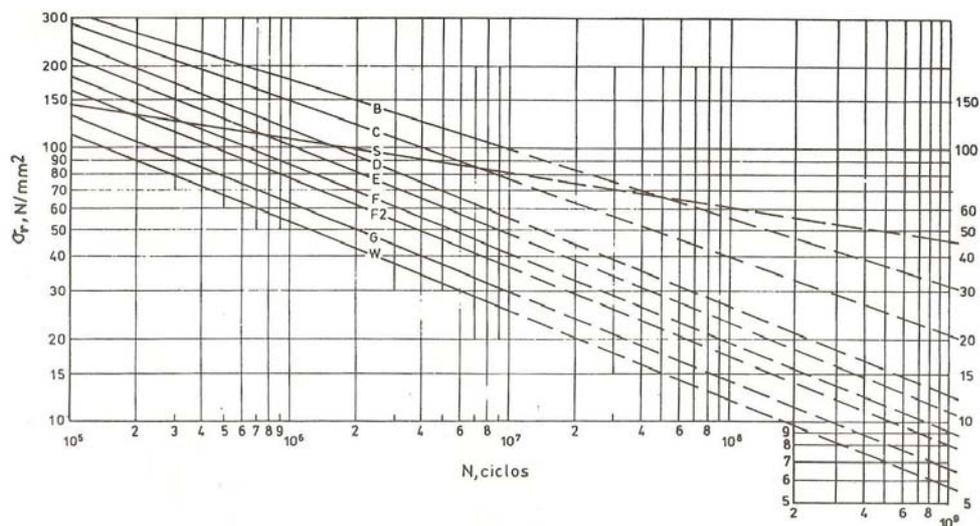


Figura 2.23 - Classificação dos elementos, curvas S-N, BS 5400 (1980)

### 2.3.4.2. Classificação dos detalhes

A norma estrutural BS 5400 (1980) prevê a análise em estruturas sob o efeito da fadiga através de nove diferentes classes para detalhes estruturais, sendo eles: W, G, F2, F, E, D, C, B, S. Em termos de análise à fadiga, a pior classe é a classe W e a melhor classe é a classe B. A Classe S é uma classe especial de conectores. Algumas dessas classes podem ser visualizadas na figura 2.24.

Produto Forma	Aço em chapa e perfis laminados; elementos compostos											Varão para betão
Potenciais Pontos de Iniciação de Fendas de fadiga	Elemento secundário longo (na direção de $\sigma_f$ )								Elemento secundário curto	Em qualquer elemento	Em interação de juntas ou entre barras	
	Afastado da extremidade do cordão		Cordão longitudinal intermitente (extremidade intermédia)	Em Goteira	Na extremidade de cordão					Próximo da extremidade do membro		
		Elemento secundário estreito		Elemento secundário largo		Só dum Lado		Em ambos os lados simetricamente				
Exigências Dimensionais	Junta de topo com penetração total		Junta de canto		Pé da soldadura a uma distância $\geq 10$ mm do bordo						Pé a menos de 10 mm do bordo	
			Intermitente $m/h \leq 25$		Comprimento cordão ( $l l_0$ ) $> 150$ mm			$l < 150$ mm				
Fabrico	Afagar quaisquer entalhes presentes nos bordos										Eliminar entalhes	
	Afagar à face o reforço		Automático sem pontos stop/start								Evitar retorno em juntas sobrepostas (r)	
Inspeção	Isento de defeitos significativos											
Tensão de cálculo (secção)	Secção transversal mínima onde se situa ponto provável de iniciação da fenda											
Tensão de cálculo. Parâmetro Especial									$\tau < 0.5\sigma$		$\tau > 0.5\sigma$	
N.º	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	2.10	2.11	2.12
Classe	B	C	D	E	F	F2	G	F2	F	E	G	D

Figura 2.24 - Classificação dos elementos estruturais segundo BS 5400 (1980), Pravia (2003)

Os detalhes estruturais são classificados de acordo com as diferentes classes citadas acima. Tal classificação, conforme todas as normas sobre fadiga, é de acordo com o detalhe estrutural, as tensões e tipos de carga a que está submetido, das dimensões e geometrias, juntas, método de fabricação. A norma BS 5400 recomenda, quando não for possível uma classificação definida de acordo com os detalhes propostos usar a classe G. Ao se tratar de juntas que transmitem esforços diretamente, deve-se usar a classe W.

### 2.3.4.3. Ciclos de carregamento

A Norma BS5400 recomenda o uso de históricos de carga; ou caso não existam, recomenda usar históricos de tensões em conjunto com métodos de contagem de ciclos. A referida norma considera como métodos válidos de contagem de ciclo o método Rainflow e o método Reservatório para contagem de ciclos. Em relação ao uso de curvas SN, e ao se tratar de solicitações de amplitude variável, métodos de contagem de ciclos e o uso da regra de Miner, podem ser adotados.

### 2.3.4.4. Resistência à fadiga

A Resistência à fadiga é analisada através das faixas de variação de tensão utilizando-se curvas S-N. Para a norma BS 5400, as curvas S-N, ilustradas na figura 2.23, são expressas através da equação 2.18.

$$N\sigma_r^m = K_0 \Delta^d \quad (2.18)$$

Onde:

N: Número de ciclos estimado para falha associado a um ciclo de tensão  $\sigma_r$

$K_0$ : Constante relativa à curva S-N média

m: Inverso do inclinação da média de  $\log(\sigma_r)$  menos a curva  $\log(N)$

$\Delta$ : Inverso do desvio padrão de  $\log(N)$

d: Número de desvios padrão em relação à média

Nas tabelas 2.3 e 2.4, são apresentados os valores característicos para as curvas S-N. A tabela 2.3 apresenta os valores característicos de acordo com a classe do elemento estrutural. Já a tabela 2.4 apresenta os valores para os fatores

de probabilidade de colapso relacionados com o número de desvios padrão em relação à média, d.

Tabela 2.3 - Valores característicos da curva S-N, BS 5400 (1980)

Classe	$K_0$	$\Delta$	m
W	$0,37 \times 10^{12}$	0,654	3,0
G	$0,57 \times 10^{12}$	0,662	3,0
F2	$1,23 \times 10^{12}$	0,592	3,0
F	$1,73 \times 10^{12}$	0,605	3,0
E	$3,29 \times 10^{12}$	0,561	3,0
D	$3,99 \times 10^{12}$	0,662	3,0
C	$1,08 \times 10^{14}$	0,625	3,5
B	$2,34 \times 10^{15}$	0,657	4,0
S	$2,13 \times 10^{25}$	0,313	8,0

Tabela 2.4 - Fatores de probabilidade de colapso para as curvas S-N, BS 5400 (1980)

Probabilidade de colapso (%)	d
50,0	0,0
31,0	0,5
16,0	1,0
2,3	2,0
0,14	3,0

#### 2.3.4.5. Considerações sobre a norma

Apesar de ser da década de 80 e estar sendo substituída pelos Eurocodes, a Norma para pontes BS 5400 (1980) é uma das mais completas normas referentes à análise de pontes, permitindo a verificação para carregamentos de veículos rodoviários e ferroviários. A BS 5400 é aplicável em diversos tipos de pontes com estrutura em aço, em concreto e mistas (aço-concreto). Permite vários tipos e

metodologias de análise, sugerindo inclusive que para casos de estruturas existentes, se use históricos de tensões medidos na mesma.

No próximo capítulo serão apresentados os modelos matemáticos adotados no presente estudo e suas respectivas propriedades físicas e geométricas. Tais modelos servirão de base para a modelagem numérico-computacional definitiva para esse trabalho.